

(8) 斜張定着張弦桁橋の構造特性について

住友建設(株)土木本部技術部 正会員 ○ 近 藤 真 一
 沼津市 建設部 内 村 高 利
 住友建設(株)土木本部技術部 正会員 中 積 健 一
 東京都立大学工学部 前 田 研 一

1. はじめに

斜張定着張弦桁橋は、張弦桁の端部を斜張ケーブルで吊り上げた構造の橋であり、斜張橋において主塔高を低く抑える必要があり、斜張ケーブルの傾斜角が小さくなりすぎる場合などに対して有利となる形式である。この形式と同様な構造の橋として、海外では1990年にドイツで Talbrücke Obere Argen¹⁾、国内では1997年に MIHO MUSEUM BRIDGE²⁾が建設されているが、これらは鋼橋であり、1998年に建設されたあゆみ橋³⁾が、コンクリート・鋼複合構造として世界で初めての斜張定着張弦桁橋である。

この構造に関する研究としては、エクストラロード橋と張弦桁橋を取り入れた構造について、主桁の曲げモーメントを効率よく打ち消すという点に着目した解析的研究が発表されているが⁴⁾、張弦桁の端部を斜張ケーブルで吊り上げた構造については、著者の知る限り報告された事例はない。このように、複合構造の斜張定着張弦桁橋については、現時点ではその構造特性が明確にされているとは言い難く、データを蓄積していくことが必要である。

そこで、本論文では斜張定着張弦桁橋の構造特性を、あゆみ橋を例にとり、張弦ケーブルが全体系の特性に及ぼす影響に着目して行ったパラメータ解析結果および非線形解析結果などにより示すこととした。

なお、解析の対象としたあゆみ橋は、沼津市の中心市街地を貫流する狩野川に建設された、張弦桁橋と斜張定着張弦桁橋で構成された、主橋部橋長178.13m、有効幅員7.0mの自転車歩行者専用橋である。

2. 全体構造の概要

斜張定着張弦桁橋の上部構造は、主桁、主塔、斜張ケーブル、ストラット、張弦ケーブルから構成されている。あゆみ橋の構造を図-1に示す。主桁は、桁高90cmのPC箱桁(設計基準強度49.1N/mm²)で、橋台と剛結し、P₁橋脚、P₂橋脚上では可動支持としている。主塔は、五角形断面の鋼製(SM490YBなど)であり、主桁を貫いて橋脚と剛結している。斜張ケーブル配置は、一本柱形の主塔から一面吊りの前方ケーブルを、平面的にY字形に開いた二面の後方ケーブル(開角 40.832°)で定着する形式である。斜張ケーブルは、SWPR 7B 19~48φ15.2(引張荷重 4,959~12,528 kN)である。張弦ケーブルは、SWPR 7B 27φ15.2(引張荷重 7,047kN)の二面構成で、最大偏心量が2.55mであり、2.5m間隔で配置した鋼製ストラットで支持している。主桁の主PC鋼材は、SWPR 7B 12φ12.7(引張荷重2,196 kN)を16本配置している。

3. 構造特性

静的特性に関しては、死荷重、活荷重による断面力について、動的特性に関しては、固有振動モードについて述べる。また、張弦ケーブルの張力調整(プレストレス)や伸び剛性が断面力に及ぼす影響を把握するために、張弦ケーブルのあるモデルとないモデルに、同一の荷重を載荷して比較検討を行った結果を示し、張弦ケーブルが全体系に及ぼす効果について述べる。

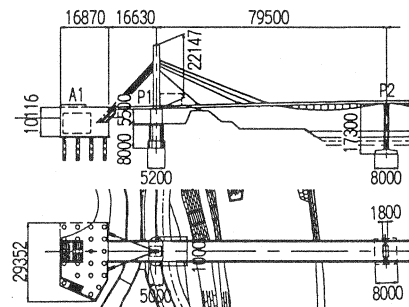


図-1 あゆみ橋の構造

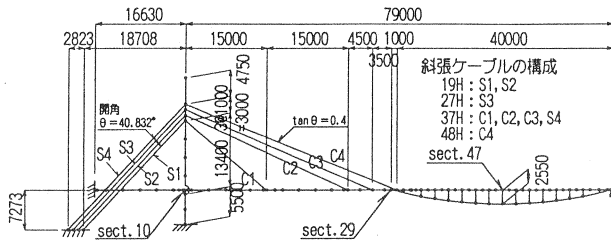


図-2 構造モデル

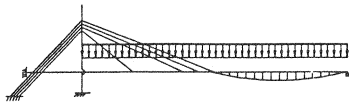


図-3 供用時活荷重の荷重方法

表-1 主要部材の断面性能

部 材		断面積 A (m ²)	断面二次 モーメント I (m ⁴)	ヤング係数 E (kN/m ²)
主 桁	標準部	2.8310	0.2673	3.3×10 ⁷
主 塔	基 部	0.1536	0.0908	2.0×10 ⁸
ストラット		0.0215	0.0001	2.0×10 ⁸
張弦ケーブル	27E	0.0037	-	2.0×10 ⁸
斜張ケーブル	19H	0.0026	-	2.0×10 ⁸
	27H	0.0037	-	
	37H	0.0051	-	
	48H	0.0067	-	
橋 脚		16.0000	21.3333	2.8×10 ⁷

(1) 構造解析

構造解析は、微小変位理論による骨組解析プログラムを用いて行った。

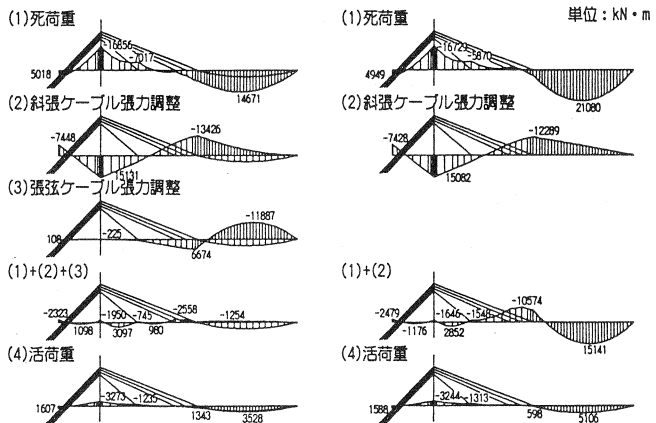
構造モデルは、実橋のもので、図-2に示す2次元骨組モデルである。主要部材の断面性能を、表-1に示す。

図-3に供用時活荷重の荷重方法を示す。なお、死荷重(D)の平均荷重強度は $w=112.7\text{kN/m}$ 、活荷重(L)は $w=24.0\text{kN/m}$ である。張弦ケーブルが全体系に及ぼす影響に関する検討では、比較検討対象として図-2の骨組モデルから張弦ケーブルを除いたモデルを設定した。

(2) 静的特性

死荷重、斜張ケーブル張力調整、張弦ケーブル張力調整による曲げモーメントおよびこれらの合計を、張弦ケーブルのあるモデルとないモデルを対比させて図-4に示す。軸方向力を図-5に、活荷重による変位を図-6に示す。また、斜張ケーブルおよび張弦ケーブルの張力を表-2に示す。

死荷重による主桁の曲げモーメントの最大値について見ると(図-4)、張弦ケーブルのあるモデルは、ないモデルに比べて70%程度となっており、張弦ケーブルの剛性が寄与していることがわかる。活荷重による最大曲げモーメントについても、同様なことが言える。



(a) 張弦ケーブルのあるモデル (b) 張弦ケーブルのないモデル
図-4 張弦ケーブルのあるモデルとないモデルの曲げモーメント

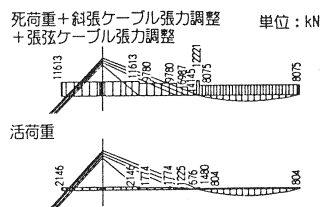


図-5 張弦ケーブルのあるモデルの軸方向力

表-2 ケーブルの張力

(a)張弦ケーブルのあるモデル					単位: kN
	斜張ケーブル				張弦ケーブル
	C1	C2	C3	C4	
(1)死荷重	2225	2773	2675	3254	3361
(2)斜張ケーブル張力調整	-196	382	745	2029	-1235
(3)張弦ケーブル張力調整	372	-88	-333	-813	5949
(1)+(2)+(3)	2401	3067	3087	4469	8075
(4)活荷重	480	608	588	735	804

(b)張弦ケーブルのないモデル					
	斜張ケーブル				張弦ケーブル
	C1	C2	C3	C4	
(1)死荷重	2009	2822	2862	3714	-
(2)斜張ケーブル張力調整	-127	363	676	1862	-
(1)+(2)	1882	3185	3538	5576	-
(4)活荷重	431	617	637	843	-

(張弦ケーブル張力は2本当り)

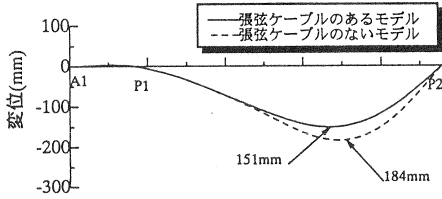


図-6 活荷重による変位

一方、死荷重による斜張ケーブル張力(表-2)は、張弦ケーブルのあるモデルと、ないモデルで最大14%程度の差しか生じておらず、張弦ケーブルの剛性の寄与は小さい。

張弦ケーブルのあるモデルの長径間側主桁の曲げモーメントについて見ると(図-4)、張弦ケーブル張力調整による曲げモーメントが、死荷重による最大曲げモーメントをほぼ打ち消しているが、最上段(C4)斜張ケーブル定着位置に正の曲げモーメントを生じさせている。このため、斜張ケーブル張力調整量は、死荷重に加えて張弦ケーブル張力調整による正の曲げモーメントも打ち消すように設定している。したがって、C4斜張ケーブルの張力が他のケーブルに比べて大きくなっている(表-2)。

A₁橋台位置における主桁の最大軸方向力は、斜張ケーブルから伝達される水平力の合計値であり、張弦ケーブルの張力は作用しない(図-5)。

活荷重により斜張ケーブルに生じる最大張力は735kN(C4ケーブル)、張弦ケーブルに生じる張力は804kN(2本当り)であり、張弦ケーブルが分担する張力の方が大きいことが、本検討モデルの特徴となっている。

活荷重による変位について見ると、張弦ケーブルのあるモデルの値は、ないモデルに比べて82%となっており、張弦ケーブルの剛性が寄与していることがわかる(図-6)。

(3) 動的特性

張弦ケーブルの剛性が固有振動モードに及ぼす影響を把握するために、張弦ケーブルのあるモデルとないモデルについて、固有値解析を行い比較検討を行った。図-7に、張弦ケーブルのあるモデルとないモデルの固有振動モードを対比させて示す。

これによると、振動モードの形は1次~5次モードのどのモードも一致しているが、固有振動数は、1次、2次モードで張弦ケーブルのあるモデルの方が約8%高くなっている。3次モードより高次のモードについては、ほとんど差が生じておらず、張弦ケーブルの剛性の影響は、ケーブル張力の変化を伴う低次モードのみに認められる。

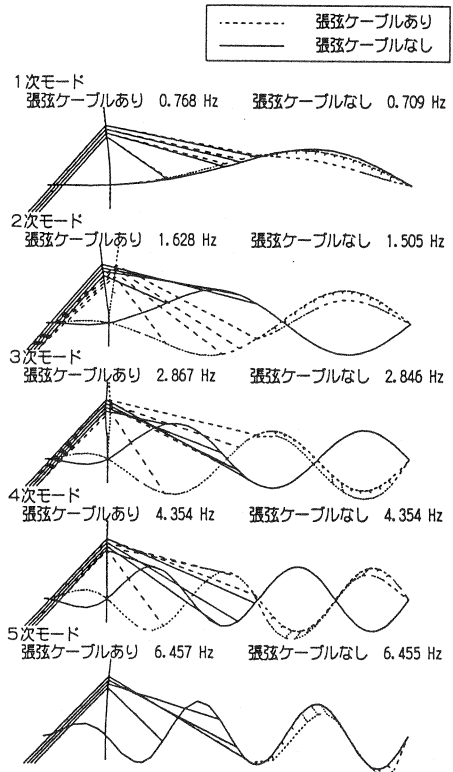


図-7 固有振動モード

4. 終局荷重作用時における挙動

斜張定着張弦桁橋の終局荷重作用時における特性を把握するために、実橋をモデルにして実施した非線形解析の結果について述べる。

(1) 解析の方法および条件

解析は、ファイバーモデルを用い、個々の材料要素の非線形性を入力することで、荷重載荷状態に応じた断面の剛性および図心軸の移動を考慮し、荷重増分法を用いて幾何学的非線形性を考慮する、変位法による2次元骨組解析プログラム (Say-NAP) を用いた⁵⁾。

構造モデルは、図-2と同一である。主桁断面のファイバーモデルを図-8に示す。

材料の応力度-ひずみ関係は、道路橋示方書に従った。コンクリートの引張強度は0とした。ただし、鋼主塔については材料非線形性は考慮していない。荷重の載荷方法は、図-9におけるType-1~4で、Case-1: $D + \gamma \cdot L$, および Case-2: $\gamma \cdot (D + L)$ とした。ここで、Dは死荷重、Lは活荷重である。 γ は荷重係数であり、1.0から漸増させていき、主桁のいずれかの断面において圧縮縁が終局ひずみ ($\epsilon = 0.0035$) に達した時点を超え破壊として、計算を停止した。

ケーブルの有効引張応力度は、斜張ケーブルが 740 N/mm^2 、張弦ケーブルが $1,030 \text{ N/mm}^2$ 、主桁主鋼材が 580 N/mm^2 である。鉄筋については、検討の対象とした実橋がプレキャストセグメント橋であることから、非線形解析には考慮していない。

また、供用時における主桁断面の合成応力度を、表-3に示すが、上記と同様の理由で、フルプレストレスとなっている。

(2) 解析の結果

破壊時における変位および曲げモーメントを図-10に、荷重係数と斜張ケーブル、張弦ケーブル、主桁主鋼材の引張応力度との関係を図-11に、荷重係数と鉛直変位の関係を図-12に、荷重係数と Sect47 (張弦ケーブル配置区間の中央断面) 主桁上縁のコンクリートひずみの関係を図-13に、それぞれ示す。これらは、破壊に対して最も厳しい状態となる荷重載荷方法である、図-9中のType-1 (長径間に全載) のCase-2について示した。

破壊した断面は、Sect47であるが (図-10)、他の荷重載荷方法 (Type-2~4) でも、同様にSect47であった。

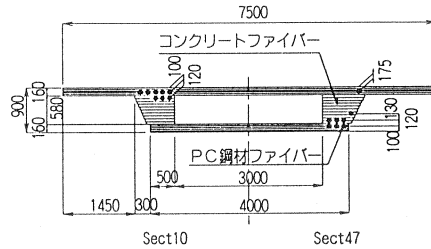


図-8 主桁断面のファイバーモデル

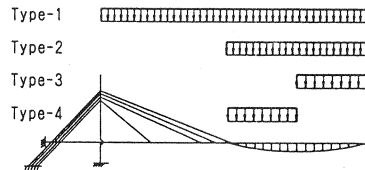


図-9 活荷重 (L) の載荷方法

表-3 供用時における主桁断面の合成応力度

	単位: N/mm^2			
	Sect10		Sect47	
	上縁	下縁	上縁	下縁
死荷重時	5.2	6.1	7.1	8.6
供用時	1.8	10.5	12.3	2.1

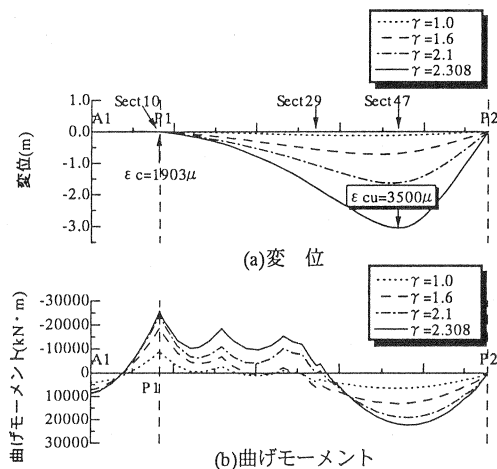


図-10 変位および曲げモーメント

図-11において、供用荷重時（D+L）から終局状態に至るまで、荷重を漸増させていったときの挙動を追跡すると、まず、①荷重係数 $\gamma=1.6$ 近傍で張弦ケーブルが第1降伏点に達し、②この影響で主桁の主鋼材の荷重分担が増加する。③ $\gamma=2.0$ を超えると、最上段（C4）斜張ケーブルが第1降伏点に達し、C3ケーブルの荷重分担が増加する。続いて、④C3ケーブルが第1降伏点に達すると、C2ケーブルの荷重分担が増加する。⑤ $\gamma=2.1$ を超えるとC2ケーブルが第1降伏点に達し、⑥C1ケーブルの荷重分担が増加する。⑦ $\gamma=2.16$ 近傍で、主桁の主鋼材が第1降伏点に達すると、斜張ケーブルの荷重分担が増加し、 $\gamma=2.308$ で Sect47 の主桁上縁ひずみが終局ひずみ（ $\epsilon=0.0035$ ）に達して破壊する。

図-12における、Sect47の荷重係数-変位曲線における、 $\gamma=1.6$ 近傍の第1折れ点①は、張弦ケーブルが第1降伏点に達したことによるものであり、 $\gamma=2.16$ 近傍の第2折れ点⑦は、C3～C1ケーブルに続いて主桁の主鋼材が第1降伏点に達したことによるものである。Sect29の場合は、 $\gamma=2.16$ 近傍に折れ点⑦が認められるが、Sect47の場合と同様な理由によるものである。

図-13における、Sect47の荷重係数-コンクリートひずみ曲線における、 $\gamma=1.6$ 近傍の第1折れ点①、 $\gamma=2.16$ 近傍の第2折れ点⑦は、図-12と同様に、張弦ケーブルおよび主桁主鋼材が第1降伏点に達したことによるものである。

斜張定着張弦桁橋に特有な荷重の再分配に伴う特性として、荷重の漸増載荷に伴い、張弦ケーブルの降伏時点から最上段斜張ケーブルの荷重分担が増加することにより、張弦ケーブルの分担が減少し、主桁主鋼材が第2降伏点に達する時点まで、破壊荷重が増大していることが上げられる。これは斜張ケーブルの許容引張応力度が低く抑えられていることによるもので、斜張ケーブルの有効引張応力度を大きくとった場合は、斜張ケーブルの降伏が早まることから、破壊荷重は小さくなる。すなわち、引張強さが同一の斜張ケーブルと張弦ケーブルを用いた場合、両者の有効引張応力度のバランスで破壊モードや破壊荷重が決定されるものと考えられる。

検討対象とした実橋の設計は、微小変位解析による断面力に基づき、道路橋示方書に従い終局荷重作用時の曲げに対する照査を行っているが、非線形解析により得られた破壊時の荷重係数が、道路橋示方書による終局荷重作用時の荷重係数 $\gamma=1.7$ を上まわっていることから、この方法によれば安全側の設計となることが確認できた。

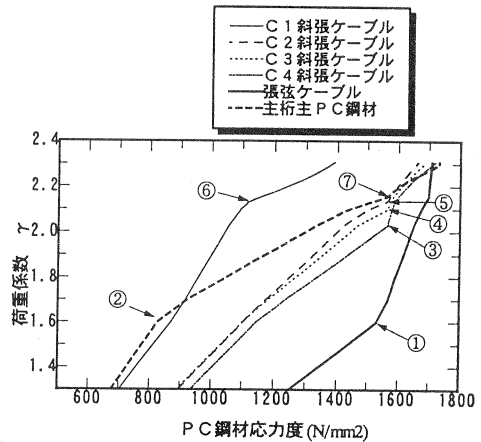


図-11 荷重係数と斜張ケーブル、張弦ケーブル、主桁主鋼材の引張応力度の関係

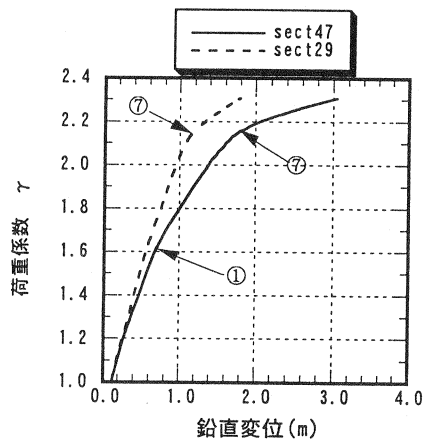


図-12 荷重係数と鉛直変位の関係

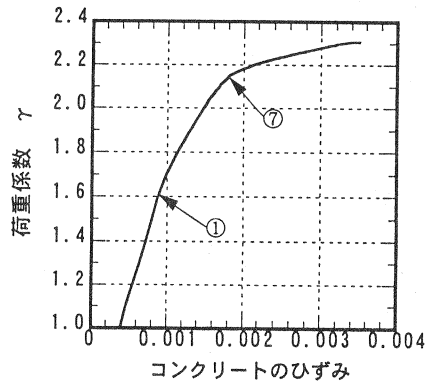


図-13 荷重係数と Sect47 主桁上縁のコンクリートひずみとの関係

なお、実橋の設計において主桁主鋼材の配置および本数は、設計荷重作用時における曲げ応力度の照査で決定されており、設計におけるSect47の曲げ破壊安全度は $\gamma=1.77$ となっている。

5. まとめ

斜張定着張弦桁橋の構造特性を把握するために行った検討から得られた知見は、以下のとおりである。

- (1) 斜張定着張弦桁橋における張弦ケーブルは、その剛性により張弦ケーブル配置区間の主桁の断面力を低減させる効果があり、その張力を調整することにより張弦ケーブル配置区間の主桁の死荷重断面力を打ち消すことができる。
- (2) 張弦ケーブルの剛性が動的特性に及ぼす影響は、振動モードに対しては顕著ではないが、ケーブル張力の変化を伴う低次モードの固有振動数を増加させる効果が認められた。
- (3) 検討の対象とした実橋の終局時の挙動には、活荷重の漸増荷重に伴い、張弦ケーブルの降伏時点から最上段斜張ケーブルの荷重分担が増加することにより、張弦ケーブルの分担が減少し、主桁主鋼材が第2降伏点に達する時点まで、破壊荷重が増大するという、斜張定着張弦桁橋に特有と考えられる荷重の再分配が見られた。
- (4) 上記の特性から、引張強さが同一の斜張ケーブルと張弦ケーブルを用いた場合、両者の有効引張応力度のバランスで破壊モードや破壊荷重が決定されるものと考えられる。
- (5) 検討の対象とした実橋の設計は、微小変位解析による断面力に基づき、道路橋示方書に従って終局荷重作用時の曲げに対する照査を行っているが、この方法によれば安全側の設計となることが確認できた。

6. おわりに

斜張定着張弦桁橋は、斜張橋の設計自由度をさらに拡大することのできる構造形式であるが、その構造特性は、斜張ケーブルと張弦ケーブルの配置、剛性、引張強さ、許容引張応力度などのバランスに大きく影響を受けると考えられるため、設計に当たっては綿密な検討が必要である。

また、本稿では、検討の対象とした実橋が自転車歩行者専用橋であったため、斜張ケーブルと張弦ケーブルの疲労に関する検討については触れていないが、今後は、この点についても特性を明確にしていく必要がある。

一方、長大橋への適用について見ると、斜張定着張弦桁橋は、一般的な斜張橋に比べて、斜張ケーブルを短くできサグの影響を抑えられる点や、主塔高を低くできる点などの優位性を有しており、長大橋に採用される可能性も考えられ、こうした観点からも検討を加えていきたい。

本稿が、斜張定着張弦桁橋を計画する際の参考になれば幸いである。

参考文献

- 1) Hofmann,E., Becker,A.: Talbrücke Obere Argen - Entwurfsvarianten aus Ideen - und Angebotswettbewerb, Bauingieur, 1987
- 2) 坪内秀泰, 吉田 功, 恒川昌宏, 梅田 聡: MIHO MUSEUM BRIDGEの設計と施工, 橋梁と基礎, Vol.32, No.7, 1998.7
- 3) 清水政和, 竹内禧禮, 阿部 登, 近藤真一, 奥村一彦: あゆみ橋の設計と施工, 橋梁と基礎, Vol.33, No.3, 1999.3
- 4) 梅津健司, 藤田 学, 大館武彦, 山崎 淳: 大偏心外ケーブルPC橋の新構造形式に関する解析的研究, プレストレストコンクリート技術協会第7回シンポジウム論文集, 1997.10
- 5) 玉置一清, 新井英雄, 板井栄次, 山崎 淳: 非線形解析プログラムの外ケーブル構造への適用と今後の標準化について, プレストレストコンクリート技術協会第5回シンポジウム論文集, 1995.10